

Erdbebenwirkung bei ausgedehnten Tragwerken: Phasenverschobene Fußpunkt-Erregung*

UDO PEIL UND MATHIAS CLOBES

Institut für Stahlbau, TU Braunschweig,
Beethovenstr. 51, D-38106 Braunschweig

1. Einleitung

Wie Messungen bei Erdbeben gezeigt haben, können sich die Bodenbeschleunigungen benachbarter Messpunkte signifikant unterscheiden, insbesondere wenn die räumliche Distanz der Messpunkte im Bereich der Abmessungen großer Tragwerke liegt. Trotzdem wird bei der Berechnung von Tragwerken oftmals eine simultane Erregung aller Fundamentpunkte unterstellt. Diese Vereinfachung ist nur gerechtfertigt, wenn die verschiedenen Fundamentpunkte des Tragwerkes durch eine steife Basis verbunden sind, oder wenn die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Welle sehr groß ist. Bei abgespannten Masten kann die räumliche Distanz der Fundamentpunkte viele hundert Meter betragen. Unterschiedliche Zeitverläufe der Basiserregungen können dabei prinzipiell folgende Ursachen haben:

- a. Wellenfortpflanzung: Die unterschiedlichen seismischen Wellentypen treffen zu unterschiedlichen Zeitpunkten an den Fundamenten ein.
- b. Korrelationseffekte: Reflexion und Refraktion der Wellen an Inhomogenitäten im Baugrund führen zu einer Reduktion der statistischen Bindung.
- c. Untergrund: Variationen in den lokalen Bodenbedingungen unter den einzelnen Fundamenten führen zu einem veränderten Frequenz- und Amplitudengehalt der Bodenbewegung.

In diesem Beitrag wird über numerische Untersuchungen berichtet, bei denen abgespannte Maste unter Einwirkung einer räumlichen Erdbebenwelle berechnet wird. Die rechnerische Simulation des Tragwerks erfolgt unter Berücksichtigung der geometrischen Nichtlinearitäten infolge des Seildurchhangs und der Theorie 2. Ordnung. Hieraus ergibt sich die Notwendigkeit einer Untersuchung der Strukturen im Zeitbereich. Die Berechnung wird so durchgeführt, dass die bauaufsichtlichen Regelungen des Eurocode 8 eingehalten werden, so dass es keine Probleme bei der Anwendung und Umsetzung auf reale Bauwerke gibt. Die

* Der Vortrag wurde am 14.02.2014 in der Klasse für Ingenieurwissenschaften der Braunschweigischen Wissenschaftlichen Gesellschaft gehalten.

Simulationsergebnisse aus einer Vielzahl künstlicher Accelerogramme werden statistisch ausgewertet.

In diesem Beitrag wird über numerische Untersuchungen zum Einfluss unterschiedlicher Wellengeschwindigkeiten auf die Beanspruchung eines 344 m hohen abgespannten Mastes mit variierenden Vorspanngraden berichtet.

2. Ermittlung der Erdbeben-Zeitverläufe

Die an einem Ort gemessene Bodenbeschleunigung ist die Folge einer Überlagerung der Raumwellen P-Welle und S-Welle sowie der Oberflächenwellen Love-Welle und Rayleigh-Welle. Die Fortpflanzungsgeschwindigkeiten der Wellentypen unterscheiden sich so signifikant, dass der Zeitabstand zwischen den beiden Wellentypen geeignet ist, den Abstand zum Epizentrum zu bestimmen.

Da im Rahmen dieser Untersuchung eine Sensitivitätsanalyse im Vordergrund steht, erfolgt eine Simulation der räumlichen, zeitversetzten Anregung vereinfachend durch einen Zeitversatz identischer Zeitreihen der Bodenbeschleunigung.

Nach [3] liegt die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der seismischen Wellen in der gleichen Größenordnung wie die Scherwellengeschwindigkeit des Bodens. Zur Berechnung des Zeitversatzes wird deshalb die für die Bauwerksschädigung relevante Scherwellengeschwindigkeit angenommen. Dem Eurocode 8 [4] können hierzu u.a. folgende Werte für die Scherwellengeschwindigkeit entnommen werden:

- Baugrundklasse A: Fels mit $v_s > 800$ m/s
- Baugrundklasse B: Dicht gelagerter Sand oder steifer Ton mit $360 \text{ m/s} < v_s < 800$ m/s
- Baugrundklasse C: Dichter oder mitteldichter Sand mit $180 \text{ m/s} < v_s < 360$ m/s
- Baugrundklasse D: Loser bis mitteldichter kohäsionsloser Boden mit $v_s < 180$ m/s

Es wird im Rahmen dieser Untersuchung von einem Baugrund der Klasse C ausgegangen. Die in den Berechnungen angenommenen Scherwellengeschwindigkeiten von $v_s = 150$ m/s und $v_s = 350$ m/s decken somit die Bandbreite für diesen Baugrundtyp ab. Es wird Untergrundklasse S angenommen.

Zur Berechnung der Tragwerksreaktion im Zeitbereich werden künstliche Zeitverläufe der Bodenbeschleunigung verwendet, um vergleichbare Eingangsdaten für alle Berechnungen ansetzen zu können. Die Generierung der Zeitverläufe der Bodenbeschleunigung erfolgt mit dem in [5] beschriebenen Verfahren. Hierbei wird zunächst aufbauend auf einem normalverteilten weißen Rauschen für die Bodenbeschleunigung $a_g(t)$ eine Modulation der Ordinaten mittels einer Inten-

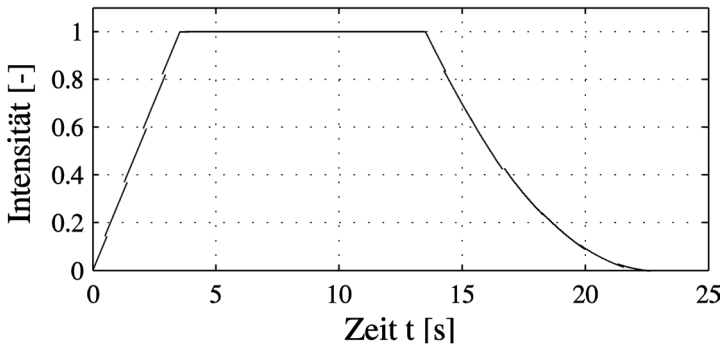


Bild 1: Intensitätsfunktion.

sitätsfunktion vorgenommen, die den zeitlichen Erdbebenverlauf erfasst. Der zeitliche Verlauf der Intensitätsfunktion ist in Bild 1 dargestellt.

Die Gesamterdbebendauer wird aus der empirischen Funktion der Gleichung (1) in Abhängigkeit von der Magnitude und der Herdentfernung bestimmt [6]. Als Magnitude wird ein Wert von $M=7$, als Herdentfernung $r=50$ km angenommen.

$$T_d = \exp(-0,32 + 0,46 \cdot M + 0,0046 \cdot r) \quad (1)$$

Die Gesamterdbebendauer beträgt damit 23 Sekunden. Die Starkbebendauer wird – dem EC8 folgend – zu $T_s=10$ s festgelegt.

Die Bodenbeschleunigung eines Erdbebens wird durch den unter dem Bauwerk anstehenden Boden gefiltert d.h. er besitzt im Frequenzbereich nicht den konstanten Amplitudenverlauf eines weißen Rauschens. Zur Berücksichtigung der spektralen Eigenschaften der Bodenbeschleunigung wird von einem Einfreiheitsgradschwinger zur Beschreibung des unter dem Bauwerk anstehenden Bodens ausgegangen. Zur Beschreibung des Frequenzgangs hat sich die Verwendung des Kanai-Tajimi-Filters in der Form

$$H_{K-T} = \frac{1 + 2i \cdot \zeta_1 (\omega/\omega_1)}{1 - (\omega/\omega_1)^2 + 2i \cdot \zeta_1 (\omega/\omega_1)} \quad (2)$$

bewährt, wobei für weiche Böden der Baugrundklasse C die Parameter $\omega_1=5$ rad/s und $\zeta_1=0,9$ gewählt wurden [6]. Langwellige Anteile werden durch einen Hochpassfilter mit $\omega_2=1$ rad/s beseitigt.

$$H_{HP} = \frac{\omega^2 + i \cdot (\omega \cdot \omega_2)}{\omega^2 + \omega_2^2} \quad (2a)$$

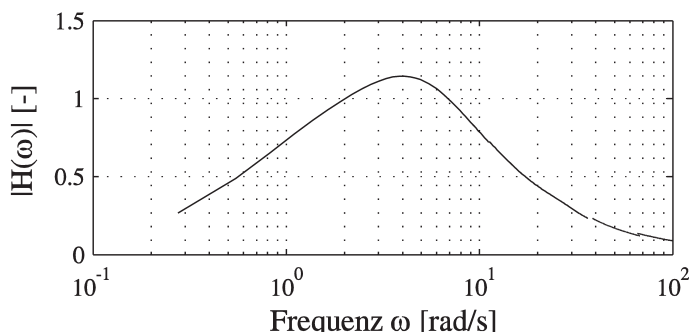


Bild 2: Amplitudengang des Baugrundmodells.

Die Kombination der vorstehenden Funktionen führt zu dem in Bild 2 dargestellten Frequenzgang für den Baugrund, mit dem die Zeitreihe $a_g(t)$ gefiltert wird.

Eine Beben der Magnitude 7 besitzt eine MSK-Intensität von ca. 7,3, dies entspricht nach EC8 einer Erdbebenzone 2 mit einem Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung von $a_{gR}=0,6 \text{ m/s}^2$. Mit diesem Wert wird der Zeitverlauf der Bodenbeschleunigung $a_g(t)$ skaliert.

EC8 verlangt für künstliche Beschleunigungszeitverläufe, dass diese ein elastisches Antwortspektrum für 5% Lehrsche Dämpfung besitzen, dessen Verlauf maximal 10% unterhalb des Antwortspektrums für die entsprechenden Untergrundverhältnisse liegen darf. Der gemäß vorstehendem Algorithmus berechnete Zeitverlauf der Bodenbeschleunigung $a_g(t)$ weist zunächst noch nicht ein solches Antwortspektrum auf. Dieses wird anschließend durch Vergleich des vorhandenen Antwortspektrums mit dem Soll-Antwortspektrum nach EC8 und iterativem Anpassen des Amplitudengangs im Frequenzbereich sichergestellt.

In Bild 3 ist der Vergleich zwischen dem horizontalen elastischen Antwortspektrum nach EC8 für 5% Dämpfungsmaß, den Untergrund C-S und die Bedeutungskategorie II dargestellt.

Das Antwortspektrum des künstlich generierten Zeitverlaufs liegt deutlich weniger als 6% unterhalb des vorgegebenen Antwortspektrums. Der Beschleunigungsspektralwert für die Nullperiode strebt, wie im EC8 gefordert, zum Wert

$$a_g \cdot S = 0,6 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 0,75 = 0,45 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad (3)$$

Das so generierte Akzelerogramm ist in Bild 4 dargestellt. Es werden auf gleiche Weise unkorrelierte Akzelerogramme für die zweite horizontale (y-Richtung),

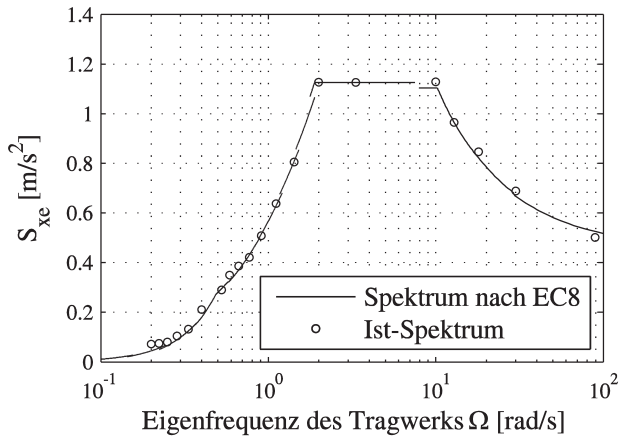


Bild 3: Vergleich der horizontalen elastischen Antwortspektren.

sowie für die vertikale Richtung (z-Richtung) erzeugt. Für die y-Richtung wird 85% und für die z-Richtung 50% des Referenz-Spitzenwerts der Bodenbeschleunigung angesetzt, siehe [5; 7]. Für die z-Richtung wird Übereinstimmung mit dem vertikalen elastischen Antwortspektrum nach EC8 hergestellt.

Die Akzelerogramme für die drei Raumrichtungen werden an jedem der sieben Fundamentpunkte des Mastes angesetzt. Die Bodenverschiebungen folgen aus

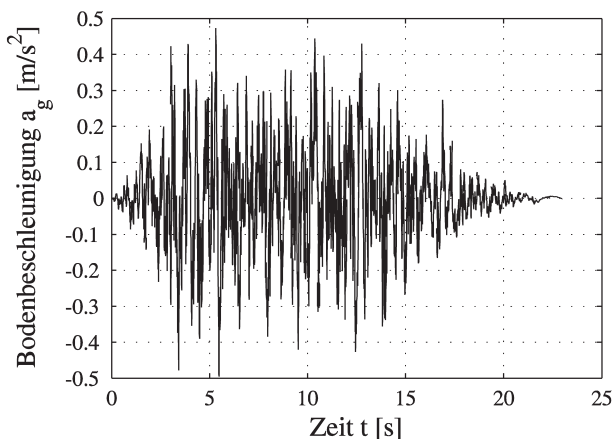


Bild 4: Zeitverlauf der Bodenbeschleunigung, x-Richtung.

den Akzelerogrammen mittels zweifacher numerischer Integration und Basislinienkorrektur.

Der EC8-Teil 1 gibt keine Regeln zur Berücksichtigung der räumlichen Veränderlichkeit der Erdbebenbeanspruchung vor, sondern verweist hierzu auf die entsprechende Fachnorm. EC8-Teil 6 „Türme, Maste und Schornsteine“ enthält keine Informationen [8]. Ein umfangreiches Modell, welches sowohl den Verlust an Korrelation, als auch eine endliche Fortpflanzungsgeschwindigkeit berücksichtigt, ist in EC8-Teil 2 „Brücken“ zu finden, wobei für die zur Anwendung notwendigen Parameter auf weiterführendes Fachschrifttum verwiesen wird.

Im Rahmen dieser Untersuchungen werden für die drei Raumrichtungen auf sicherer Seite jeweils identische, also in der entsprechenden Raumrichtung voll korrelierte Akzelerogramme verwendet, diese aber mit einem aus der Fundamentdistanz und der Scherwellengeschwindigkeit berechneten Zeitversatz in der Berechnung berücksichtigt. Die endliche Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Erdbebens führt also zu einer Zeitverschiebung von bis zu 2,25 Sekunden zwischen den äußeren Pardunenfundamenten bei $v_s=150$ m/s. Die Laufrichtung des Erdbebens wird in x-Richtung angenommen, siehe Bild 5.

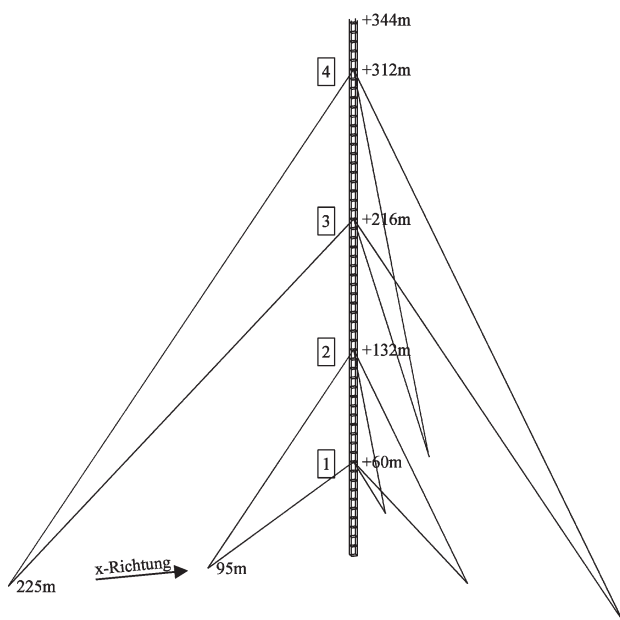


Bild 5: Geometrie des untersuchten abgespannten Mastes

3. Numerische Modellierung der Tragwerksreaktion

Die Geometrie des untersuchten Mastes ist in Bild 5 gezeigt. Der Mast ist insgesamt 344 m hoch und dreiseitig in vier Ebenen abgespannt. Der Fundamentradius beträgt 95 m bzw. 225 m.

Der Schaft besteht aus einem vierstieligen Fachwerkgittermast mit einer Kantenlänge von 4 m. Die Querschnittsfläche eines Eckstieles variiert von 350 cm² bis 235 cm². Die Seile haben einen Durchmesser zwischen 50 mm in der untersten und 82 mm in der obersten Abspannebene, wobei die Seile der obersten Abspannebene als Doppelseile ausgebildet sind.

Die rechnerische Simulation des Tragwerks erfolgt unter Berücksichtigung der geometrischen Nichtlinearitäten infolge des Seildurchhangs, aber werkstofflich linear. Die Berechnung wird im Zeitbereich mit Basiserregung aller sieben Fundamentpunkte in den drei Raumrichtungen durchgeführt. Zur Reduzierung des Modellierungsaufwandes wird der Fachwerkschaft des Mastes über schubweiche Balkenelemente beschrieben. Der Seildurchhang wird durch eine polygonale Annäherung des wahren Seildurchhangs erfasst. Die Seile der 1. und 2. Abspannebene wurden mit 9, die 3. Abspannebene mit 16 und die der 4. Abspannebene mit 20 Elementen dargestellt. Der Seildurchhang macht eine iterative Berechnung zur Anpassung der Steifigkeitsmatrix in jedem Zeitschritt erforderlich.

Zur numerischen Lösung der Schwingungsdifferentialgleichungen kommt das Mehrschrittverfahren nach Houbolt zum Einsatz. In jedem Zeitschritt der dynamischen Berechnung wird der Gleichgewichtszustand über die modifizierte Newton-Raphson-Iteration erreicht. Zur Aufstellung der Dämpfungsmatrix wird die Rayleigh-Dämpfung angewendet, wobei für die untere Eckfrequenz f_1 in diesen Berechnungen ein Wert von 0,1 Hz und für die obere Eckfrequenz f_2 ein Wert von 0,5 Hz festgelegt wird. Als log. Dämpfungsdekrement infolge Material und Bauteildämpfung wird ein Wert von 5% verwendet.

Der numerische Weg ist in [14] im Detail formelmäßig vorgestellt, er soll hier nicht noch einmal wiederholt werden. Nach Separation der Schwingungsdifferentialgleichung nach unbekannten Freiheitsgraden und Freiheitsgraden an denen die (bekannten) Verläufe der Erdbeben-Zeitreihen vorgegeben sind, folgt eine Differentialgleichung, aus der sich – bei Annahme, dass die Massen nur als konzentrierte (lumped) Massen vorliegen und die Dämpfungskräfte gegenüber den anderen Kräften vernachlässigt werden können – der effektive Erregerkraftvektor als Funktion der nichtlinearen Steifigkeit des Tragwerkes ergibt. Er wird in jedem Zeitschritt aus den einwirkenden Bodenverschiebungen neu bestimmt.

4. Berechnungsergebnisse

4.1. Statistische Absicherung der Berechnungsergebnisse

Die aus den Zeitbereichssimulationen gewonnenen Berechnungsergebnisse unterscheiden sich wegen des stochastischen Charakters der Akzelerogramme signifikant, auch wenn diese vom gleichen elastischen Antwortspektrum ausgehen. Jede einzelne Zeitbereichssimulationen ist somit lediglich Teil einer Stichprobe eines zufälligen Vorganges im Sinne einer Monte-Carlo-Simulation. Es ist deshalb notwendig, eine gewisse Anzahl von Berechnungen durchzuführen, um Informationen über die statistische Verteilung der interessierenden Antwortgröße zu erhalten. Der Eurocode 8 Teil 1 verlangt mindestens drei unterschiedliche Akzelerogramme für eine Berechnung zu verwenden, wobei der ungünstigste Wert für die Bemessung zu verwenden ist. Sofern mindestens sieben Akzelerogramme verwendet werden darf nach EC8-1 der Mittelwert der Antwortgrößen für eine Bemessung verwendet werden. Hierbei ist darauf zu achten, dass mit dem Mittelwert der Antwortgröße nicht der zeitliche Mittelwert z.B. des Biegemomentes, sondern der Mittelwert der Maximalwerte aus jeder Berechnung gemeint ist, auch wenn im EC1-Teil 1 dies nicht explizit so formuliert wurde. EC8-Teil 6 „Türme, Maste und Schornsteine“ enthält keine weiteren Regelungen. Der EC8-Teil 2 „Brücken“ verlangt so viele unterschiedliche Akzelerogramme zu verwenden, bis der Mittelwert der Maximalwerte zuverlässig geschätzt werden kann.

Die letztgenannte Methode sollte auch bei der Auslegung abgespannter Maste verwendet werden vgl. Bild 6. Aufgetragen ist dort der Mittelwert des maximalen Biegemomentes an zwei Stellen des Mastschaftes über der Anzahl an Berechnungen, die zur Bestimmung des jeweiligen Mittelwertes notwendig gewesen sind. Offenbar kann bei diesem Beispiel ein Mittelwert für das maximale Biegemoment erst nach mindestens 20 Berechnungen annähernd zuverlässig geschätzt werden.

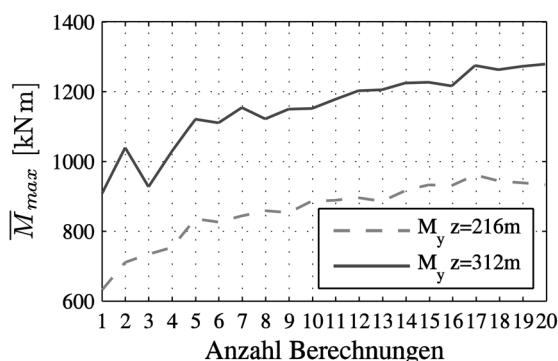


Bild 6: Mittelwert der maximalen Biegemomente, $v_s=5.000$ m/s.

Der Ansatz des EC8 Teil 1, aus drei Berechnungen den Größtwert, oder aus sieben Berechnungen den Mittelwert der maximalen Antwortgröße zu verwenden, kann zu einem deutlichen Unterschätzen der Beanspruchungen führen.

4.2. Einfluss der Scherwellengeschwindigkeit

Um den Einfluss der Scherwellengeschwindigkeit auf die Beanspruchung des Tragwerks zu untersuchen, wird die Scherwellengeschwindigkeit variiert. Die Scherwellengeschwindigkeiten $v_s = 150$ m/s und $v_s = 350$ m/s sind für den Baugrund der Klasse C charakteristisch. Der ebenfalls untersuchte Grenzwert $v_s = 5.000$ m/s steht für den Grenzfall einer gleichzeitigen Erregung aller Basispunkte, der maximale Zeitversatz beträgt lediglich 0,07 Sekunden.

In Bild 7 sind vier charakteristische Beanspruchungsgrößen, das Biegemoment M_y im Mastschaft in den Höhen $z=216$ m und $z=312$ m, sowie die Seilkräfte des 3. und 4. Abspannseils, für variierende Scherwellengeschwindigkeiten dargestellt. Die Beanspruchungsgrößen sind auf den Wert bei $v_s=5.000$ m/s – also der bisher üblichen Annahme einer gleichzeitigen Erregung aller Fußpunkte – bezogen. Der untersuchte Mast wird hierbei mit einer planmäßigen Vorspannung versehen, die etwa zu einem Sehnenlängen/Durchhang-Verhältnis $s/f \approx 100$ gehört. Dies entspricht etwa einer mittleren Vorspannung [10,13]. Die maximalen Beanspruchungen unter den Erdbeben betragen im Mastschaft ca. -160 N/mm², die Spannungen in den Abspannseilen maximal 290 N/mm².

Die Kräfte in den Abspannseilen bleiben weitgehend unbeeinflusst von der Scherwellengeschwindigkeit. Die Biegemomente im Mastschaft sind bei $v_s = 350$ m/s signifikant niedriger als bei gleichzeitiger Beanspruchung aller Fundamentpunkte. Alle Werte sind Mittelwerte maximaler Beanspruchung aus 20 Berechnungen.

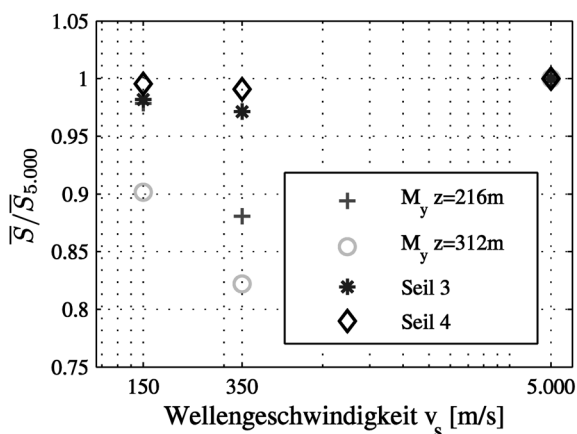


Bild 7: Mastbeanspruchungen in Abhängigkeit von der Wellengeschwindigkeit, $s/f=100$.

4.3. Einfluss der Vorspannung

Die Seilvorspannung ist ein wesentlicher, das Tragverhalten eines abgespannten Mastes steuernder Parameter [10,11, 12 13].

Zur Beurteilung des Einflusses der Vorspannung auf die Mastbeanspruchung bei unterschiedlichen Wellengeschwindigkeiten wird diese entsprechend einer niedrigen Vorspannung mit $s/f=70$, einer normalen Vorspannung mit $s/f=100$ und einer hohen Vorspannung mit $s/f=120$ angesetzt. Hierbei ist s die Sehnenlänge des Seils und f der Stich rechtwinklig zur Seilsehne in der Seilebene im Lastfall Eigengewicht und Vorspannung.

Die Mastschaft-Biegemomente an der drittobersten Abspannung bei $z=216\text{m}$ und an der obersten Abspannung bei $z=312\text{m}$ – also das Kragmoment – werden in absoluten Zahlen in Tabelle 1 dargestellt.

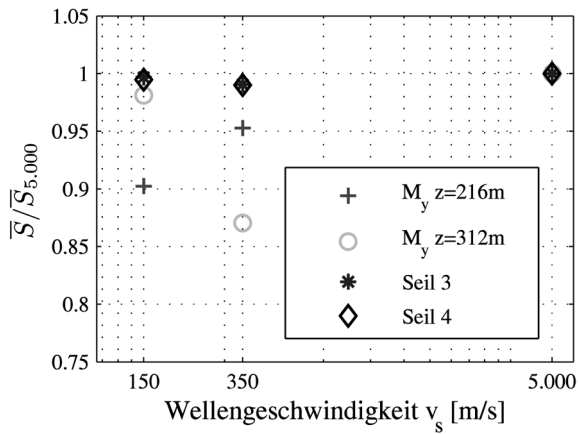
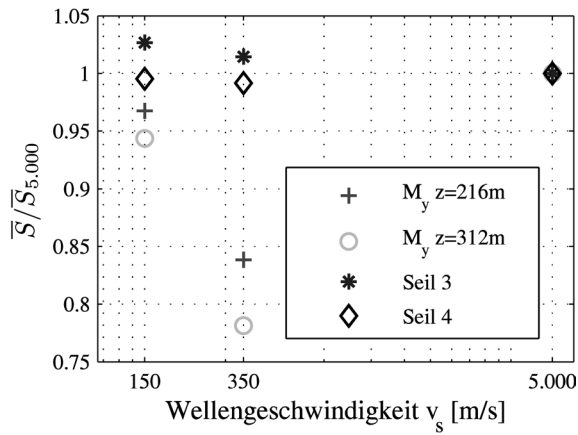
Wie in Bild 8 und Bild 9 zu sehen, nehmen die Seilkräfte bei gleichen Wellengeschwindigkeiten und geringerer Vorspannkraft ab. Bei hoher Vorspannung steigen sie dagegen etwas an. Die Biegemomente im Mastschaft verhalten sich umgekehrt: Bei steigender Vorspannung sinken die Biegemomente, bei sinkender Vorspannung steigen sie. Die geringsten Beanspruchungen (Seile und Mastschaft-Biegemomente) treten hier bei einer Wellengeschwindigkeit von $v=350\text{m/s}$ auf.

Tabelle 1: Mastschaft-Biegemomente in Abhängigkeit von Vorspannung und Wellengeschwindigkeit. Bending moments in relation to the shear wave velocity and the prestress grade.

	My (z=216m) [kNm]			My (z=312m) [kNm]		
	v=150 m/s	v=350 m/s	v=5000 m/s	v=150 m/s	v=350 m/s	v=5000 m/s
s/f=70	963	1017	1067	1293	1147	1318
s/f=100	912	821	932	1153	1051	1279
s/f=120	859	744	888	1148	951	1217

Diese Ergebnisse dürfen, wegen der Abhängigkeit vom jeweiligen dynamischen Verhalten nicht auf andere Masten übertragen werden. Beim untersuchten Mast wird bei der zugrunde gelegten Erdbebenbeanspruchung etwa die Streckgrenze in den Eckstielen erreicht.

Das Erdbeben wurde frei so gewählt, dass der untersuchte Mast - der ja ursprünglich nicht für Erdbebenwirkung ausgelegt war – etwa bis an die Streckgrenze beansprucht wird. Durch Wahl anderer Erdbebenszenarios lassen sich leicht völlig andere Beanspruchungszustände hervorrufen. Ein Vergleich mit der Beanspruchung durch planmäßigen Wind wird deshalb auch nicht vorgenommen. Man kann im Allgemeinen davon ausgehen, dass bei Masten die Auslegung unter planmäßigem Wind zu ähnlichen Beanspruchungsniveaus führt. Der hier untersuchte Mast wurde allerdings nach Kriterien der Verformungsbegrenzung

Bild 8: Mastbeanspruchungen in Abhängigkeit von der Wellengeschwindigkeit, $s/f=70$.Bild 9: Mastbeanspruchungen in Abhängigkeit von der Wellengeschwindigkeit, $s/f=120$.

ausgelegt, da er große Funkspiegel am Kopf trägt und die Spiegel auch unter hoher Windbelastung nicht ihren Partner „aus dem Auge“ verlieren dürfen.

5. Zusammenfassung

Der Einfluss der örtlichen und zeitlichen Veränderlichkeit der Erdbebeneinwirkung auf die Beanspruchung eines 344 m hohen, abgespannten Mastes wurde untersucht.

Hierzu wurden für variierende Scherwellengeschwindigkeiten die relevanten Schnittgrößen infolge Erdbeben für ein Erdbeben der Magnitude 7 bestimmt. Zur Beschreibung der Bodenbeschleunigung wurden künstlich generierte Zeitreihen für alle drei Raumrichtungen verwendet, deren elastische Antwortspektren denen des EC8 für die Untergrundverhältnisse C-S entsprechen.

Im Eurocode 8-Teil 1 wird nur allgemein auf die Notwendigkeit einer Untersuchung der räumlichen und zeitlichen Veränderlichkeit der Erdbebeneinwirkung hingewiesen. Eurocode 8 Teil-6 enthält keine weitergehenden Regelungen für abgespannte Maste. Im Rahmen dieser Untersuchung wurden voll korrelierte Zeitreihen der Bodenverschiebung mit unterschiedlichem Zeitversatz an den Fundamentpunkten aufgebracht und zusätzlich der Grad der Vorspannung in einem baupraktisch relevanten Bereich variiert.

Um statistisch abgesicherte Beanspruchungsgrößen zu erhalten ist eine Vielzahl an Simulationen durchzuführen. Zur Bestimmung der maßgebenden Einwirkungsgrößen werden die Regelungen des EC8-Teil 6 „Brücken“ empfohlen.

Es zeigt sich, dass die Seilbeanspruchungen praktisch unabhängig von der Scherwellengeschwindigkeit sind. Die Biegebeanspruchungen im Mastschaft sind bei realistischen Scherwellengeschwindigkeiten bis zu 20% niedriger als im Fall der simultanen Erregung der Fundamentpunkte. Dieses Ergebnis steht im Widerspruch zu den Untersuchungen in [2]. Allerdings wurden dort lediglich drei unterschiedliche, natürliche Akzelerogramme zur Berechnung verwendet, so dass über die statistische Absicherung dieser Ergebnisse an dieser Stelle keine Aussage getroffen werden kann. Bild 6 macht in diesem Zusammenhang deutlich, dass eine zu geringe Zahl an Realisationen die Antwortgrößen erheblich unterschätzen kann. Die Komplexität des Tragverhaltens eines abgespannten Mastes lässt eine verallgemeinernde Aussagen vermutlich nicht zu.

Es ist deshalb zu empfehlen, bei der Berechnung abgespannter Maste auch den Einfluss einer räumlichen Variation der Basiserregung zu überprüfen. Hierbei müssen zur statistischen Absicherung der Ergebnisse mehrere Zeitreihen der Bodenbewegung untersucht werden, welche auch einen örtlich charakteristischen Zeitversatz der Erdbebenerregung beinhalten.

6. Literaturverzeichnis

- [1] HARICHANDRAN, R.S. 1999: Spatial Variation of Eartquake Ground Motion. Report of the Michigan State University, S. 1–23.
- [2] FARIDAFSHIN, F. et al. 2008: Response of tall guyed telecommunication masts to seismic wave propagation. The 14th World Conference on Earthquake Engineering.

- [3] RUTENBERG, A. & A.C. HEIDEBRECHT 1988: Approximate spectral multi-support seismic analysis: Traveling wave approach. Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, S. 223–236.
- [4] DIN EN 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, 2010.
- [5] CLOUGH, R. W. & J. PENZIEN 1993: Dynamics of Structures. Mc Graw-Hill, Singapore, Second Edition.
- [6] RACKWITZ, R. 1997: Einwirkungen auf Bauwerke. In: Der Ingenieurbau Hrsg. G. Mehlhorn, Ernst & Sohn.
- [7] DIN EN 1998-1/NA: Nationaler Anhang – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, 2011.
- [8] DIN EN 1998-6: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 6: Türme, Maste und Schornsteine, 2006.
- [9] LINK, M. 2002: Finite Elemente in der Statik und Dynamik, B.G. Teubner GmbH, Stuttgart.
- [10] PEIL, U. 2004: Maste und Türme. In: Stahlbau-Kalender 2004, Hrsg. U. Kuhlmann, Ernst & Sohn.
- [11] SCHEER, J. & U. ULLRICH 1978: Zur Berechnung abgespannter Maste. Bauingenieur 53, S. 43–50.
- [12] SCHEER, J. & J. FALKE 1982: Iterative Berechnung von Seilabspannungen mit Hilfe des scheinbaren E-Moduls. Bauingenieur 57, S. 155–159.
- [13] SCHEER, J. & U. PEIL 1985: Zum Ansatz von Vorspannung und Windlast bei abgespannten Masten. Bauingenieur 60, S. 185–190.
- [14] PEIL, U. & M. CLOBES: Erdbebenbeanspruchung abgespannter Maste. Bauingenieur 89, Nr. 3, S. 124–129.